

鉄筋あき間隔を小さくしたSHCC部材の付着割裂強度

著者	重水 法弘, 金久保 利之, 細矢 博
雑誌名	日本建築学会技術報告集
巻	17
号	37
ページ	903-908
発行年	2011
権利	日本建築学会
URL	http://hdl.handle.net/2241/00132070

doi: 10.3130/aijt.17.903

鉄筋あき間隔を小さくした SHCC 部材の付着割裂強度

BOND SPLITTING STRENGTH OF STRAIN-HARDENING CEMENTITIOUS COMPOSITES MEMBERS WITH SMALL REINFORCEMENT SPACING

重水法弘 — * 1 金久保利之 — * 2
細矢 博 — * 3

Norihiro SHIGEMIZU — * 1 Toshiyuki KANAKUBO — * 2
Hiroshi HOSOYA — * 3

キーワード:
歪硬化型繊維補強セメント複合材料, 付着割裂強度, 鉄筋あき間隔

Keywords:
Strain-hardening cementitious composites, Bond splitting strength, Reinforcement spacing

In this study, pullout loading test and simple beam test is conducted to investigate bond splitting behavior of SHCC (Strain-Hardening Cementitious Composites) members with small reinforcement spacing. As the results of the experiments, the brittle behavior due to bond splitting is restrained by the confinement of fibers. The experimental bond strength shows higher value than calculated strength by conventional formulas for concrete members. The bond splitting strength of SHCC can be evaluated by the thick cylinder model assuming that SHCC around the reinforcement is subjected to “plastic stage”.

1. はじめに

近年、精力的に研究や開発が進められている歪硬化型繊維補強セメント複合材料（以下、SHCC）は、普通コンクリートと比較して、靱性や曲げ強度がはるかに大きい特長を有する。高性能な短繊維を粘性の大きいモルタルに混入することにより、硬化後、引張応力下でひび割れが分散され、また、ひび割れ発生後も引張力を伝達することが可能である。SHCC を実部材に用いる場合、部材の曲げ性状やせん断性状に対する評価とともに、鉄筋との付着性状を把握することも重要である。特に、境界梁のように高密度配筋の短スパン梁では付着割裂破壊が危惧される。そこで、著者らは、片持梁形式の付着実験を行い、SHCC 部材の付着割裂性状を把握した¹⁾。実験の結果、SHCC 部材の付着割裂強度は普通コンクリート部材と比較して大幅に増大し、せん断補強筋と同様な繊維架橋による拘束効果が確認された。

本研究では、先の実験をさらに押し進め、主筋のあき間隔を小さくした試験体を用いて、SHCC 部材の付着割裂性状および付着割裂強度を把握することを目的とする。SHCC では粗骨材を用いないため、打設（繊維の分散性）に影響のない範囲で鉄筋あき間隔を小さくすることが可能であると考えられ、部材断面の縮小や高密度配筋に対応することができる。本実験では、最小でかぶり厚が鉄筋径の0.5倍（鉄筋のあき間隔で鉄筋径の1倍）の引抜試験体を作製し、加力実験を行う。鉄筋のあき間隔が小さくとも、SHCC を用いることによって鉄筋周辺の割裂破壊を防止することができると考えられる。本研究では実部材の応力状態に近いと考えられる単純梁型試験体による加力実験とともに、付着長を鉄筋の4倍とした局所付着割裂実験を計画し、両者の結果を用いて実験結果を検討する。

2. 使用材料

2.1 SHCC

SHCC には PVA 繊維を用い、体積混入率は 2.0%とした。使用した PVA 繊維の性質を表 1 に示す。また、SHCC の設計基準強度 F_c は 30MPa とした。材料試験により得られた SHCC の力学性能を表 2 に示す。圧縮試験には 100φ-200mm の円柱供試体を用いた。また、引張強度は曲げ試験（JCI-S-003-2007²⁾）により求めた。曲げ試験により得られたモーメント-曲率関係（以下 $M-\phi$ 関係）を図 1 に示す。

曲げ試験において、繊維架橋によるマルチブルクラック性状を確認し、 $M-\phi$ 関係より、ひび割れ発生後にモーメントが増大するたわみ硬化特性を確認した。

表 1 繊維諸元

繊維	繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	破断強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
PVA	12.0	0.04	1690	40.6

表 2 SHCC の力学性能

F_c (MPa)	圧縮試験 JIS A 1108		曲げ試験 JCI-S-003-2007		備考
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張終局歪 (%)	引張強度 (MPa)	
30	44.5	15.3	2.86	4.61	局所付着割裂実験
	46.1	17.5	1.25	4.24	単純梁型付着実験

¹⁾ 筑波大学大学院 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
²⁾ 筑波大学システム情報工学研究科 准教授・博士 (工学)
³⁾ ㈱奥村組技術研究所 博士 (工学)

¹⁾ Graduate Student, Univ. of Tsukuba
²⁾ Assoc. Prof., GSSIE, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.
³⁾ Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

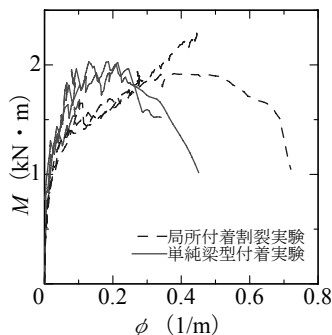


図 1 $M-\phi$ 関係

2.2 鉄筋

材料試験により得られた鉄筋の力学性能を表 3 に示す。鉄筋の断面積はすべて公称断面積 (D6 は 31.67mm^2 、D13 は 126.7mm^2) とした。また、応力-歪関係において D6 (SD295) では降伏棚が明確ではなかったため、0.2% オフセット法を用いて降伏強度を算出した。降伏歪はそれぞれ降伏強度を弾性係数で除して求めた。

3. 局所付着割裂実験

3.1 試験体

試験体概要を図 2 に、試験体一覧を表 4 に示す。試験体は $182 \times 182 \times 91\text{mm}$ の直方体 SHCC ブロックの中心に D13 鉄筋を配筋したもので、SHCC の割裂を誘発するように 2 辺にスリット (ポリスチレンフォーム) を設けている。主筋には竹節の D13 (SD685) を使用した。試験区間は鉄筋中央部 $4d_b$ の区間で、前後 $1.5d_b$ 区間には鉄筋に塩ビパイプをかぶせ SHCC との付着を絶縁している。変動因子であるかぶり厚 C (鉄筋あき間隔の 1/2) はスリットの寸法を変化させることにより調節し、 $0.5d_b$ 、 $1.0d_b$ 、 $1.5d_b$ (d_b : 鉄筋径) の 3 種類とした。同一因子試験体を 3 体ずつ作製し、実験を行った。

3.2 実験方法

加力はスリット内部の SHCC の面外変形を拘束しないように設けた加力板の上に試験体を設置し、主筋を単調に引き抜くことにより行った。計測項目は引抜荷重および鉄筋の自由端のすべり量である。

3.3 実験結果

加力終了後の自由端側のスリット周辺のひび割れ発生状況の例を写真 1 に、付着応力-荷重端すべり量関係を図 3 に示す。図中のプロットは最大付着応力点 (付着強度) を示す。なお、荷重端すべり量は、試験区間内の付着応力分布を一樣と仮定し、計測した自由端すべり量に鉄筋の伸び量を加算して求めた。

スリット位置でのひび割れがみられたが、繊維による架橋効果で急激な耐力低下はみられず、最大荷重付近ですべり量の増大がみられた。最大付着応力時のすべり量は、おおむね $0.2 \sim 0.6\text{mm}$ である。また、主筋 2 つ目の節における噛み合い (すべり量で 10mm 程度) で耐力の再上昇がみられた。加力終了後にブロックを分割して界面を観察した試験体では、主筋の拔出しにより、SHCC 界面にはほとんど鉄筋の節形状が残っていなかった。かぶり厚の増加にともなう付着強度の増加が確認できる。

表 3 鉄筋の引張試験結果一覧

鉄筋径	種類	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)	備考
D6	SD295	364	185	0.197	514	単純梁型付着実験 (肋筋)
D13	SD345	381	192	0.198	539	単純梁型付着実験 (圧縮側主筋)
		369	193	0.191	543	局所付着割裂実験
	SD685	762	192	0.397	952	単純梁型付着実験 (引張側主筋)

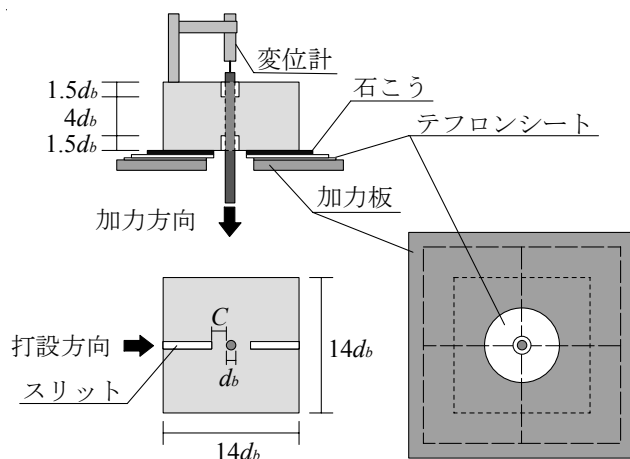


図 2 試験体概要

表 4 試験体一覧

設計基準強度 F_c (MPa)	主筋	かぶり厚	
		C (mm)	C/d_b
30	D13 竹節 (SD390)	6.5	0.5
		13	1.0
		19.5	1.5

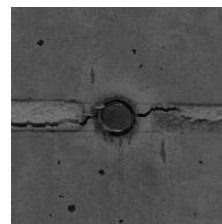


写真 1 ひび割れ発生状況例 (自由端側: $C/d_b=0.5$)

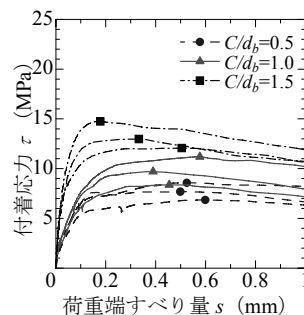


図 3 付着応力-荷重端すべり量関係

4. 単純梁型付着実験

4.1 試験体

試験体は全6体（No.1～No.6）で、左右のせん断スパン域に試験区間を設けることにより、試験区間は全12区間である。試験体配筋図例を図4に、試験体諸元を表6に示す。変動因子は、主筋本数、肋筋比、付着長である。

試験体断面寸法は200×350mmとし、主筋には竹節のD13（SD685）を、肋筋にはD6（SD295）を使用した。

変動因子である主筋本数は、5本、6本および7本（ $C/d_b = 1.0$ 、0.8および0.6）の3種類である。肋筋比 p_w は0%、0.4%、0.8%の3種類とした。付着長は208mmおよび104mm（主筋径の16倍および8倍）の2種類とした。

試験区間端部は、支点反力による拘束を受けないように、主筋外周に薄肉鋼管（外径：19mm、内径：16.6mm）を配して付着を絶縁してある。付着を絶縁した区間が、試験区間の付着強度に影響しないように、付着絶縁区間と試験区間の境目に主筋位置までかぶり部分にスリットを設けた。なお、試験体が付着割裂破壊する以前に曲げ降伏およびせん断破壊を起こさないように試験体内部には補強筋を配筋した。また、SHCCの打設方向は、横打ち（梁側面より打設）とした。

いように、付着絶縁区間と試験区間の境目に主筋位置までかぶり部分にスリットを設けた。なお、試験体が付着割裂破壊する以前に曲げ降伏およびせん断破壊を起こさないように試験体内部には補強筋を配筋した。また、SHCCの打設方向は、横打ち（梁側面より打設）とした。

4.2 実験方法

加力は単純梁形式（1点荷重）を採用し、一方向単調荷重を行った。1つの試験体で2箇所の試験区間にに対し、まず、肋筋比が0%の区間（試験区間L）を先に加力し、その後加力位置をずらし、2箇所の区間（試験区間R）の加力を行った。主筋の自由端すべり量は、試験体端面との相対変位として変位計により測定した。また、各主筋の歪値は、試験区間引張側端部に歪ゲージを貼付して測定した。

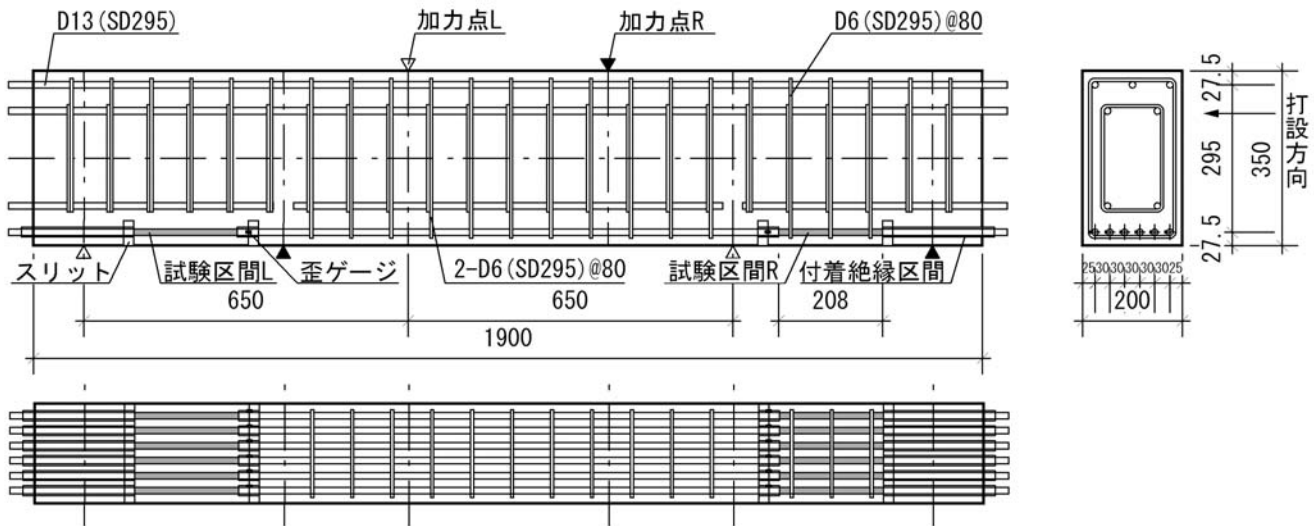
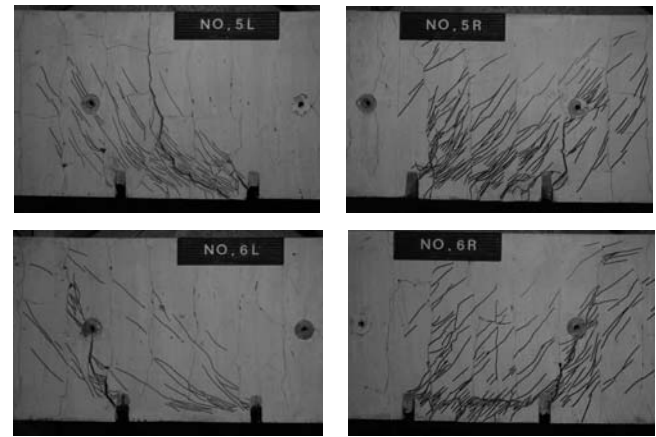


図4 試験体配筋図（試験体 No.3）

表6 試験体諸元

試験体	F_c (MPa)	主筋		肋筋		付着長 (mm)
		配筋	p_t (%)	配筋	p_w (%)	
No.1-L	30	5-D13	0.91	-	0	$16d_b$
No.1-R				2-D6@80	0.4	$16d_b$
No.2-L				-	0	$8d_b$
No.2-R				2-D6@40	0.8	$8d_b$
No.3-L		6-D13	1.09	-	0	$16d_b$
No.3-R				2-D6@80	0.4	$16d_b$
No.4-L				-	0	$8d_b$
No.4-R				2-D6@40	0.8	$8d_b$
No.5-L		7-D13	1.27	-	0	$16d_b$
No.5-R				2-D6@80	0.4	$16d_b$
No.6-L				-	0	$8d_b$
No.6-R				2-D6@40	0.8	$16d_b$

（写真は図4裏側から撮影）



（左上：付着長 $16d_b$ 、 $p_w=0\%$ 右上：付着長 $16d_b$ 、 $p_w=0.4\%$
（左下：付着長 $8d_b$ 、 $p_w=0\%$ 右下：付着長 $16d_b$ 、 $p_w=0.8\%$ ）

写真2 最終破壊状況例（主筋7本）

4.3 実験結果

4.3.1 破壊状況

試験体の最終破壊状況を写真2に示す。ほぼ全ての試験体において、試験区間の主筋に沿った斜めの微細なひび割れが多数生じ、繊維によるマルチプルクラック効果を確認した。また、全ての試験体において、SHCCのかぶりの剥落やそれとともなう最大荷重以後の急激な耐力の低下はみられなかった。主筋の本数や肋筋比による最終ひび割れ状況の差異はあまりみられないが、付着長を $8d_b$ とした試験体と付着長を $16d_b$ とした試験体を比較すると、付着長が $8d_b$ の試験体の方が試験区間に生じるひび割れ数は少なかった。また、主筋が7本で肋筋比が0.8%の試験体では、主筋に沿った斜めのひび割れが最終的に1本に繋がり、ひび割れ幅が拡大してサイドスプリット型の付着割裂破壊を生じた。その他の試験体では、最終的にはせん断ひび割れが拡大し、割裂ひび割れはあまり拡大しなかった。また、試験体の底面において、主筋や肋筋に沿ったひび割れの幅が拡大した試験体が見られた。

4.3.2 付着応力-自由端すべり量関係

付着応力-自由端すべり量関係（以下 $\tau-s$ 関係）を図5に、付着強度 τ_{max} および付着強度時の自由端すべり量 s_{max} を表7に示す。付着応力は、各主筋に貼付した歪ゲージの測定値から求めた。図中のプロットは各主筋の最大付着応力点（付着強度）を示す。表中の付着強度は、各主筋の付着応力の最大値の平均値である。

全ての試験体において最大耐力後の急激な耐力の低下はみられず、繊維による拘束効果を確認した。主筋の本数による $\tau-s$ 関係の形状に違いはあまりみられないが、肋筋比の差異により $\tau-s$ 関係の形状に違いが生じた。肋筋を配している試験体については、付着強度時の自由端すべり量が大きくなっていることが分かる。また、肋筋による主筋の拘束効果により、隅筋の方が中筋よりも付着応力が大きくなっている。なお、同一試験体内でみると、隅筋、中筋によらず、どの主筋もほぼ同じすべり量の時に最大値を迎えている。

4.3.3 肋筋による付着強度の影響

肋筋比と付着強度の関係を図6に、隅筋と中筋の付着強度の関係を図7に示す。ここで、付着強度とは各主筋の付着応力の最大値の平均値である。

かぶり厚によらず、肋筋比が増大するにつれ付着強度は増大し、ほぼ線形関係にあることが分かる。また、同一試験体内で隅筋と中筋の付着強度の平均値を比較すると、肋筋による主筋の拘束効果により、隅筋の付着強度が大きくなっていることが分かる。隅筋の中筋に対する付着強度の比率は肋筋比が大きいほど顕著であり、 $p_w=0\%$ で0.99、 $p_w=0.4\%$ で1.30、 $p_w=0.8\%$ で1.41となっている。

4.3.4 既往の付着強度式との比較

付着強度の実験値を、普通コンクリート部材に対する既往の付着強度算定式である森田・藤井式³⁾、終局強度型設計指針式⁴⁾および靱性保証型設計指針式⁵⁾による計算値と比較する。なお、破壊形式は、実験でのひび割れ状況を勘案し、全ての試験体でサイドスプリット型と仮定している。また、SHCCの圧縮強度は、材

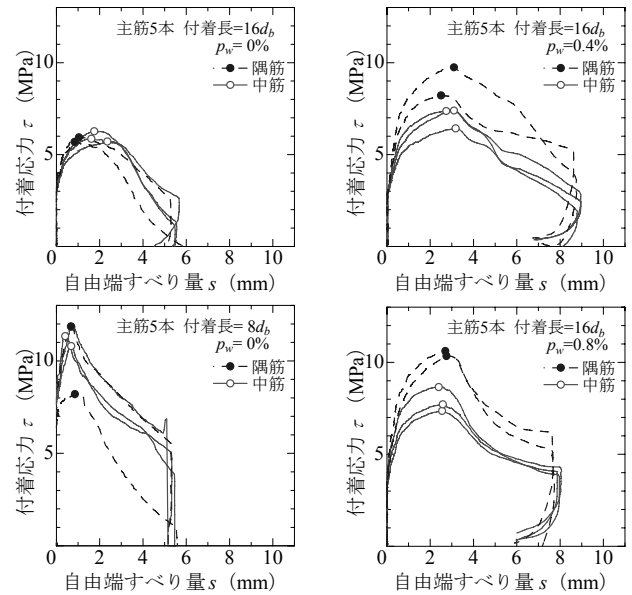


図5 付着応力-自由端すべり量関係例（主筋5本）

表7 付着強度 τ_{max} および付着強度時の自由端すべり量 s_{max}

主筋本数		5 本			6 本			7 本		
付着長	p_w		τ_{max} (MPa)	s_{max} (mm)		τ_{max} (MPa)	s_{max} (mm)		τ_{max} (MPa)	s_{max} (mm)
$16d_b$ (208mm)	0%	隅筋	5.81	0.95	隅筋	5.04	1.43	隅筋	4.87	1.52
		中筋	5.94	1.91	中筋	4.76	1.98	中筋	4.48	1.64
		平均	5.89	1.53	平均	4.85	1.79	平均	4.59	1.60
$16d_b$ (208mm)	0.4%	隅筋	8.98	2.81	隅筋	7.91	5.29	隅筋	7.78	3.43
		中筋	7.06	3.01	中筋	6.32	4.45	中筋	5.62	3.40
		平均	7.83	2.93	平均	6.85	4.73	平均	6.24	3.41
$8d_b$ (104mm)	0%	隅筋	10.03	0.77	隅筋	9.45	0.75	隅筋	7.65	0.45
		中筋	11.32	0.60	中筋	9.43	1.00	中筋	8.15	0.74
		平均	10.80	0.66	平均	9.44	0.91	平均	8.01	0.66
$16d_b$ (208mm)	0.8%	隅筋	10.48	2.73	隅筋	9.75	3.39	隅筋	8.37	2.76
		中筋	7.91	2.51	中筋	6.51	3.26	中筋	5.97	2.64
		平均	8.94	2.60	平均	7.59	3.30	平均	6.66	2.67

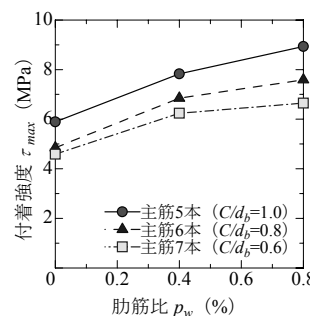


図6 付着強度-肋筋比関係

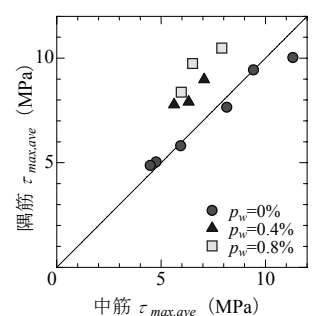


図7 隅筋と中筋の付着強度の関係

料試験より得られた値を用いている。既往の普通コンクリート部材の実験において、鉄筋のあき間隔が $1.5d_b$ より小さい試験体はないと考えられるので、算定式の適用範囲外の因子を外挿して比較することとなる。

実験値と計算値の比較を図 8 に示す。3 式とも、実験値は計算値を上回っている。計算値に対する実験値の比の平均は、森田・藤井式で 2.61、終局強度型設計指針式では 2.48、靱性保証型設計指針式では 3.61 であった。鉄筋のあき間隔が小さい場合でも、SHCC の付着強度は普通コンクリートと比較して顕著に大きい。

5. 厚肉円筒モデルによる付着強度の評価

先に示したように、既往の普通コンクリートに対する付着強度式では、SHCC の実験値を過小評価している。そこで本研究では、鉄筋周辺の応力状態を図 9 に示すような厚肉円筒モデル⁶⁾とし、SHCC の力学性能を考慮しながら付着強度の評価を行った。なお、検討の対象とした試験体は、局所付着割裂実験試験体と単純梁型付着実験の両者とし、肋筋が配されていない試験体とした。

著者らは、類似の高靱性セメント系複合材料を用いた局所付着割裂実験において、厚肉円筒モデルの周方向応力を弾塑性状態として付着強度を評価した⁷⁾。実験結果より求めた塑性域（周方向応力が一定）の範囲は、おおむね鉄筋径の 1～1.5 倍の範囲であった。本実験の試験体では、かぶり厚が $C/d_b=1.5$ 以下と小さいので、SHCC の鉄筋周りの応力状態は付着応力が最大の時、かぶり全域にわたって塑性化（一定の引張応力を負担）していると仮定する。また、鉄筋付着領域外の付着を絶縁した区間の SHCC もひび割れに抵抗し、割裂面全体で主筋を拘束するものとする。したがって、鉄筋が周辺 SHCC を押し広げる力の軸直交方向成分（割裂応力）と周辺 SHCC による鉄筋の拘束力には、以下の釣合式が成り立つ。

$$\sigma_s \cdot d_b \cdot \ell_b = \sigma_t \cdot 2C \cdot \ell_s \quad (1)$$

ここで、

σ_s : 割裂応力

d_b : 鉄筋径

ℓ_b : 付着長

σ_t : 周方向応力 (=SHCC の引張強度)

C : かぶり厚

ℓ_s : 割裂面長さ (局所試験体 91mm、単純梁試験体 230mm)

また、鉄筋の付着応力 τ_b と割裂応力 σ_s の間には以下の関係が成り立つ。

$$\tau_b = \sigma_s \cdot \cot \alpha \quad (2)$$

ここで、

α : 鉄筋が周辺 SHCC を押し広げる力と軸方向のなす角

よって、式 (2) に式 (1) を代入し整理することにより以下の関係を得る。

$$\tau_b = 2\sigma_t \cdot \frac{C}{d_b} \cdot \frac{\ell_s}{\ell_b} \cdot \cot \alpha \quad (3)$$

ここで、 α の値は、拘束力がある場合の普通コンクリート試験体により得られた 56° とする⁸⁾。これは、SHCC においても、鉄筋が周辺 SHCC を押し広げる力の伝達機構は圧縮応力場であり、普通コンクリートの場合と同様であると考えられるためである。

実験値と計算値の比較を図 10 に示す。計算値に対する実験値の比

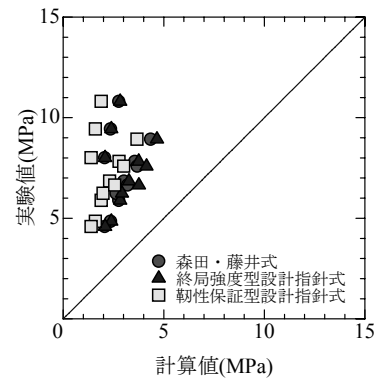


図 8 実験値と計算値の比較

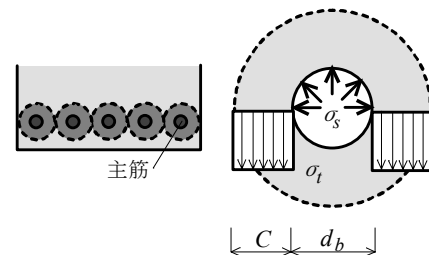


図 9 厚肉円筒モデル

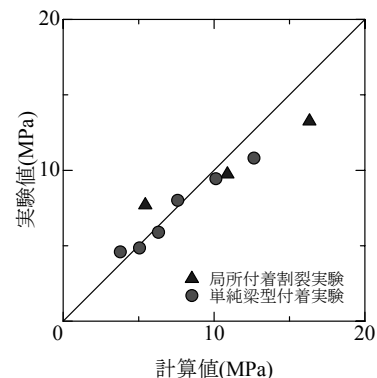


図 10 実験値と計算値の比較

の平均は、全試験体で 1.01 となり、計算値が実験値をよく評価できているといえる。

6. 結論

- (1) SHCC を用いた部材では、通常の鉄筋コンクリート部材の主筋のあき間隔より小さいあき間隔においても、繊維による拘束効果によりかぶりの剥落や最大荷重後の急激な耐力低下は生じず、付着割裂破壊が抑制される。
- (2) 肋筋比の増加に伴い、主筋の付着強度は線形的に増加し、肋筋を配している試験体は付着強度時の自由端すべり量が大きい。
- (3) 普通コンクリート部材に対する既往の付着割裂強度算定式による計算値と付着強度実験値を比較すると、実験値の計算値に対する比率は 2.61～3.61 となり、既往の付着強度算定式では実験値を過小評価する。
- (4) 鉄筋周辺の SHCC の応力状態を全て塑性状態であると仮定した厚肉円筒モデルにより、SHCC の付着強度を評価できる。

参考文献

- 1) 矢野正剛, 重水法弘, 細矢 博, 金久保利之: 歪硬化型繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の付着割裂性状に関する研究 (その1 片持梁付着割裂実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.115~116, 2010.9
- 2) JCI-S-003-2007, 繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法, JCI 規準
- 3) 藤井 栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第1報 付着割裂強度を支配する要因についての実験結果-, 日本建築学会論文報告集, 第319号, pp.47-54, 1982.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 6) Tepfers R.: Lapped Tensile Reinforcement Splices, ASCE, Journal of Structural Division, Vol.108, No.ST1, pp.283~301, 1982.1
- 7) 古田昌弘, 金久保利之: 高靱性セメント系複合材料の局所付着割裂性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.43~44, 2002.8
- 8) 八十島 章, 金久保利之: 補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究 (その4 横補強のある場合の局所付着割裂性状), 日本建築学会構造系論文集, No.607, pp.141~148, 2006.9

【付録】

(1) 藤井・森田式³⁾ (重力単位系)

$$\tau_u = \tau_{co} + \tau_{st}$$

$$\tau_{co} = (0.307b_i + 0.427)\sqrt{F_c}$$

$$\tau_{st} = (24.9kA_{st} / sNd_b)\sqrt{F_c}$$

$$b_i = b / Nd_b - 1$$

梁水平上端筋以外の場合には、1.22 を乗ずる。

(2) 終局強度型設計指針式⁴⁾ (重力単位系)

$$\tau_u = \tau_{co} + \tau_{st}$$

$$\tau_{co} = (0.4b_i + 0.5)\sqrt{F_c}$$

$$\tau_{st} = \left(\frac{20}{N} + \frac{5N_u}{N} + \frac{15N_s}{N} \right) p_w' b \sqrt{F_c} / d_b$$

$$b_i = b / Nd_b - 1$$

梁水平上端筋の場合には、0.8 を乗ずる。

(3) 靱性保証型設計指針式⁵⁾ (重力単位系)

$$\tau_u = \tau_{co} + \tau_{st}$$

$$\tau_{co} = (0.27b_i + 0.33)\sqrt{F_c}$$

$$\tau_{st} = (550 + 460N_w / N)(b_i + 1)p_w$$

$$b_i = b / Nd_b - 1$$

梁水平上端筋の場合には、 $0.75 + \sigma_B / 4000$ を乗ずる。

ここで、

τ_u : 付着強度

τ_{co} : 横補強筋がない場合の付着強度

τ_{st} : 横補強筋による付着強度の増分

d_b : 主筋径

A_{st} : 一組の横補強筋の断面積

s : 横補強筋の間隔

N : 主筋本数

σ_B : SHCC の圧縮強度

b : 試験体断面幅

N_w : 一組の横補強筋の足の数

N_s : 一列主筋のうち中子筋のかかっているものの本数

N_u : 一列主筋のうち中子筋のかかっていないものの本数

p_w : 横補強筋比

p_w' : 断面外周に配筋された横補強筋比

[2011年2月18日原稿受理 2011年4月12日採用決定]